

ライフサイクルコストを考慮した
アスファルト舗装の構造設計に関する研究

STUDY ON DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS
CONSIDERING LIFE-CYCLE COST

岳本 秀人* ・久保 裕一**

Hideto TAKEMOTO, and Yuichi KUBO

寒冷地におけるアスファルト舗装について、長寿命化によるライフサイクルコスト低減の観点から舗装構造の検討を行った。北海道では、舗装の構造設計に摩耗層の設置、凍上抑制層の設置、路床土の凍結融解による支持力低下を考慮した設計 CBR などが採用されている。本研究では、これら寒冷地特有のアスファルト舗装の設計法について再検討を加え、設計期間 20 年に対応する舗装構成を検討した。また、これらの舗装構成におけるライフサイクルコストを試算し、長寿命化による効果についても評価を行った。

キーワード：アスファルト舗装の構造設計；摩耗層；温度応力クラック；凍上；
ライフサイクルコスト

The structural design of asphalt pavements in Hokkaido calls for a wearing layer and frost blanket, and takes into account the reduction in subgrade CBR during use. We reviewed such design methods, which are unique to cold regions, toward establishing pavements that would afford a design life cycle of 20 years. Also, we estimated the life-cycle cost of the pavements, toward evaluating the cost reduction that would result from extending the life cycle.

Key Words :*design of asphalt pavement ,wearing course ,thermal stress crackings ,frost heave ,
life cycle cost*

1. はじめに

北海道では、全国と同様に高度経済成長期に建設された数多くの道路構造物の老朽化が進み、今後は維持修繕及び更新に多額の費用を要することが懸念される。このような中で、道路構造物の建設及び更新にあたっては、建設コスト縮減のみならず、その後の維持修繕・更新の費用や道路利用者損失を含めたライフサイクルコスト（以下、LCC という）の低減を図る必要がある。

平成 13 年度に策定された「舗装の構造に関する技術基準¹⁾」（以下、舗装技術基準という）では、舗装の設計期間は LCC を考慮して決定することとされている。北海道における舗装の構造設計には、摩耗や路床の凍上・凍結融解対策が反映されているが、これらの積雪寒冷地特有の課題についても検討を行う必要がある。

本研究では、摩耗層の必要性の低下と低温クラック抑制の観点から、アスファルト混合物層の厚さ（以下、As 層厚という）について検討した。また、凍上対策としての置換工法について、10 年確率から 20 年確率の置換厚の採用を検討するとともに、路床土の設計 CBR について土質に応じた CBR 値の採用を提案した。さらに、アスファルト舗装の長寿命化を図るため、設計期間を 10 年から 20 年へ変更した場合の舗装構造と、その構造における LCC の低減効果について検討を行った。

2. As 層厚の検討

(1) 摩耗の現状

スパイクタイヤ使用規制前の、舗装の摩耗状況を写真-1 に示す。スパイクタイヤの使用規制として環境庁による地域指定告示がなされた地域は、平成 3 年の 1 次指定から平成 8 年の 4 次指定まで計 116 市町村に及び、指定地域外は 96 町村である。スパイクタイヤの装着率と、全道における冬期間の表層最大摩耗量の推移を図-1 に示す。

平成元年度以降、スパイクタイヤ装着率が急激に低下し、平成 5 年度に主要都市では 10% 以下となった。これに伴い、一冬に 13 mm に達していた最大摩耗量平均が、平成元年度には 4 mm 程度まで減少し、近年では 1 mm 程度となった。以上の経緯から、摩耗層の必要性は低下していると考えられる。



写真-1 スパイクタイヤ規制前の舗装路面の摩耗

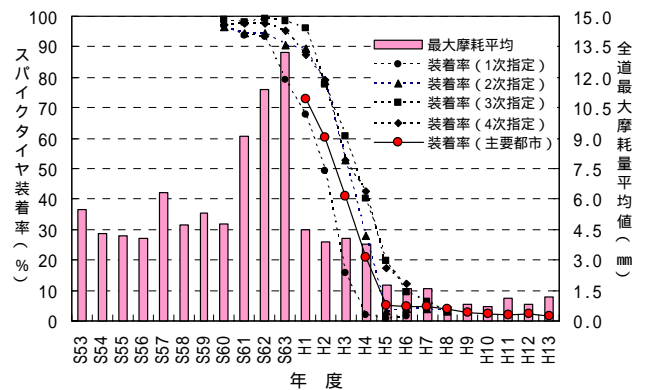


図-1 スパイクタイヤ装着率と摩耗量の推移

(2) 低温クラック

舗装技術基準¹⁾別表 1 による表層と基層を加えた最小厚さと、北海道開発局が採用している表層と基層の厚さの比較及び As 層厚を表-1 に示す。

表-1 As 層厚

舗装計画交通量 (台/日・方向)	表層と基層を加えた最小厚さ (cm)		As層厚 (cm)		
	舗装 技術 基準 ¹⁾	北海道開発局			
		摩耗層 含む	摩耗層 除く	表層+基層 +As安定処理	
T < 100 (旧L交通)	5	-	-	-	-
100 T < 250 (旧A交通)	5	7	5	12	
250 T < 1,000 (旧B交通)	10 (5)	9	7	15	
1,000 T < 3,000 (旧C交通)	15 (10)	14	12	26	
3,000 T (旧D交通)	20 (15)	17	15	35	

北海道開発局の基準²⁾では、上層路盤にアスファルト安定処理工法を採用している。同工法を採用した場合の、舗装技術基準における表層と基層を加えた最小厚さは表-1 中の括弧内の値となり、旧 B・C 交通では摩耗層を除いても、北海道開発局の基準が 2 cm 厚くなる。

一方、北海道では冬期間に起こる低温クラックの発生が、舗装破損の問題の一つになっている。低温クラックとは、道路の延長に対して直角方向に発生する温



写真-2 低温クラック発生状況（補修後）

度応力クラックであり、写真-2 に示すように道路横断方向に直線的に発生する。この低温クラックは、菅原ら³⁾の報告によれば、寒冷地で As 層厚が薄く、交通量の少ない道路に多く見られる。

網走、帯広、釧路の3建設部管内において、20路線のアスファルト舗装道路の路面性状調査データから、交通区分・供用年と低温クラック発生率の関係を求めた。上記3建設部管内は、いずれも道内において比較的寒さの厳しい地域である。

図-2 は、供用期間と低温クラック発生率の関係を示している。供用期間 20 年以下で供用期間の増加に伴い低温クラック発生率が高くなっている。この要因としては、アスファルトの劣化や急激な温度低下を受けた頻度などが影響していると考えられる。

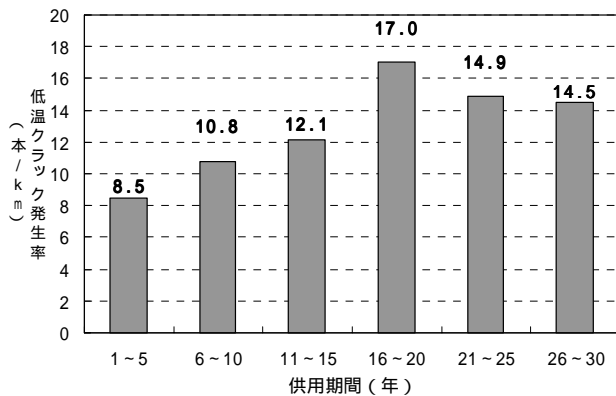


図-2 供用期間と低温クラック発生率

図-3 は、旧交通量区分と低温クラック発生率を示しており、これまでの報告と同様に As 層厚が薄くなると、低温クラック発生率が大きくなる傾向を示した。これはアスファルト舗装の温度ひび割れ率はアスファルト混合物の収縮性状、応力緩和性能などの材料的要因に依存するが、さらに温度勾配と応力分布が As 層厚に関係することが

ら、構造的要因にも依存するためと考えられる。

張ら⁴⁾の報告によれば、温度ひび割れ率 R はひび割れが発生するときのエネルギーバランスを考慮して式(1)により求められ、As 層厚 h の逆数に比例することが報告されている。

$$R = \frac{\int_0^h (t_0, h') \cdot T(t_0, h') dh}{100h} \quad \dots \text{式(1)}$$

：アスファルト混合物の線膨張係数
 (t_0, h') : 降温過程の t_0 時刻, 深さ h' における緩和応力
 $T(t_0, h')$: t_0 時刻, 深さ h' における温度差
 h : As 層厚

このため摩耗層を廃止して、As 層厚を薄くした場合、低温クラックの発生増加が懸念される。

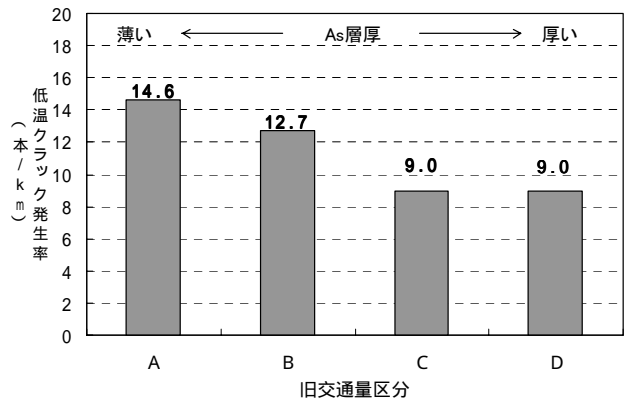


図-3 旧交通量区分と低温クラック発生率

3. 凍上対策としての置換厚の検討



写真-3 凍上による縦断クラックの発生状況

北海道では、冬期に路床土が凍結し凍上を起こすことによって、舗装路面にクラック等の被害が発生する（写真-3 参照）。これら道路の凍上対策は、非凍上性の材料で凍上性路床土を置換する工法が採用されている。現在、この置換の厚さ（深さ）は10年確率凍結指数より算出されている。舗装の設計期間を20年とした場合、20年確率の凍結指数の採用を検討する必要がある。

一例として、札幌市における10年確率及び20年確率の置換厚の算定手順を示す。

まず、札幌市における冬期間の日平均気温を積算した累計値を図-4に示す。札幌市の1980年における凍結指数 X は道路土工-排水工指針⁵⁾に従い、±の最大値の絶対値を加え合わせ、下記の値となる。

$$X_{1980} = +174.0 + | -138.3 | = 313 \text{ (days)}$$

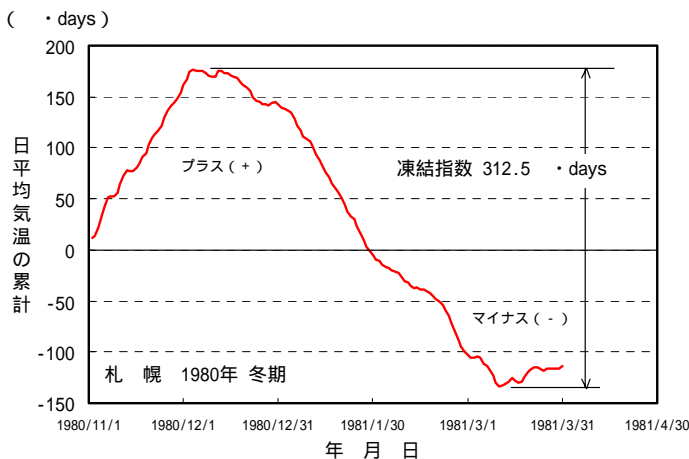


図-4 凍結指数の算出方法（札幌 1980年）

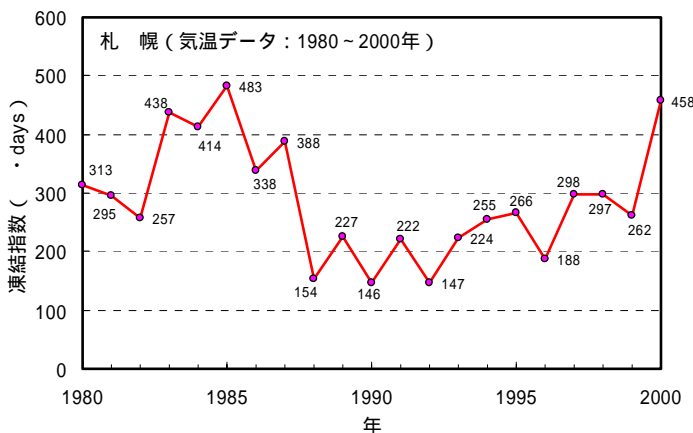


図-5 凍結指数の推移（札幌 1980～2000年）

この凍結指数を1980年～2000年（21年間）の各年毎に算出し、図-5に示す。

舗装設計施工指針⁶⁾によれば、凍結指数の度数分布曲線は対数正規分布曲線によく合致する。したがって、 n 年確率値を推定する場合は、各年の凍結指数を対数値に変換して推定する。ここに n 年確率凍結指数 X は、以下の式によって求められる。

$$\text{Log}_{10} X = \sigma_0 \cdot k + \text{Log}_{10} X_0 \quad \dots \text{式(2)}$$

X : n 年確率凍結指数

(n 年に1回起こると推定した凍結指数、days)

X_0 : 凍結指数対数値の平均値

($\text{Log}_{10} X_i / k$) = $\text{Log}_{10} X_0$ となる X_0 の値

σ_0 : $\text{Log}_{10} X_i$ の標準偏差

k : 確率年数 (n)に対応する統計値。20年確率の場合は1.64、10年確率の場合は1.28

X_i : 各年の凍結指数 (days)

図-5の札幌における1980～2000年の凍結指数の平均値 X_0 、およびその標準偏差 σ_0 は

$$X_0 = 288.9, \quad \sigma_0 = 0.1518$$

10年確率凍結指数は、各年の凍結指数および式(2)より

$$\begin{aligned} \text{Log}_{10} X &= \sigma_0 \cdot k + \text{Log}_{10} X_0 \\ &= 0.1518 \times 1.28 + 2.435 = 2.629 \\ X &= 10^{2.629} = 425.6 \text{ (days)} \end{aligned}$$

となる。

一方、20年確率凍結指数は

$$\begin{aligned} \text{Log}_{10} X &= \sigma_0 \cdot k + \text{Log}_{10} X_0 \\ &= 0.1518 \times 1.64 + 2.435 = 2.684 \\ X &= 10^{2.684} = 483.0 \text{ (days)} \end{aligned}$$

となる。

次に、凍結深さを熱伝導論的に扱って計算するAidrichの公式を、簡単なものに変形した式(3)を用いて算出する⁵⁾。

$$Z = C \cdot \sqrt{F} \quad \dots \text{式(3)}$$

Z : 凍結深さ (cm)

F : 凍結指数 (days)

C : 定数 (凍結指数に対する C 値 : 含水比 15%、乾燥密度 1.8 g/cm³ の場合)

表-2 凍結指数と定数 C

凍結指数 (\cdot days)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
C 値 ($=Z/\sqrt{F}$)	3.7	4.1	4.4	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0	5.0	5.1	5.2

置換厚は、上記により算出した理論最大凍結深さの70%とした⁶⁾。

すなわち、10年確率凍結深さは

凍結指数：425.6 (\cdot days) で

凍結深さ $Z = 4.6 * \sqrt{426} = 95$ (cm)

置換厚 = $95 * 0.7 = 66.5$ 以上 70 (cm)

となる。

一方、20年確率凍結深さは

凍結指数 F：483.0 (\cdot days) で

凍結深さ $Z = 4.7 * \sqrt{483} = 103$ (cm)

置換厚 = $103 * 0.7 = 72.1$ 以上 75 (cm)

となる。

同様の方法で、全道 157 ポイントのアメダス地点における 1980 年～2000 年の日平均気温から、10 年及び 20 年確率の置換厚を算出した。

これらの算定結果から、全道における 20 年確率の置換厚の等高線図を作成し、図-6 に示す。

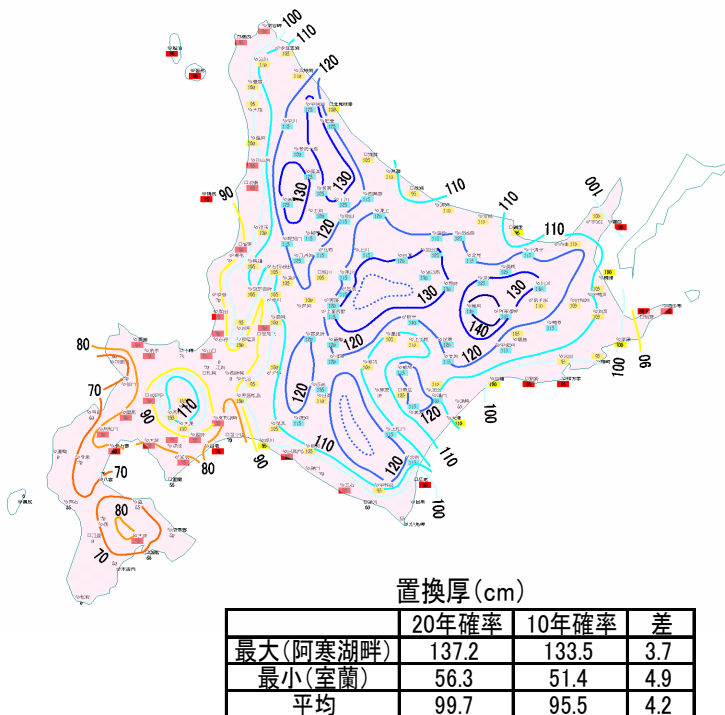


図-6 20年確率凍結指数から求めた置換厚

20年確率凍結指数によって求めた置換厚は、10年確率凍結指数によって求めた置換厚と比較し全道平均で約 4cm 大きい値となる。現在採用されている置換厚は、凍結指数によって求めた値を基に、凍上被害の発生状況などを踏まえて経験的に決定されている。このため、現在、国道における凍上被害の実態や凍上量の調査を実施しており、今後これらの調査結果を踏まえて、全道の国道における置換厚の見直しを行ないたい。

4. 土質を考慮した路床の設計 CBR の検討

北海道内 62 箇所の路床土について、凍結融解前後の CBR 試験を実施した。凍結融解前の試験は、舗装試験法便覧の「CBR 試験方法」に準じた。凍結融解後の試験は、KOU DAN 112「土の凍上試験」(図-8 を参照)に準拠し、凍上試験終了後に供試体を融解させ CBR 試験を実施した。一例として路床土の細粒分(シルト分以下)が 20% 未満の場合と、20% 以上に分けた試験結果を図-7 に示す。細粒分 20% 以上の路床土には、凍結融解前の CBR 値が高くても凍結融解後に値が大きく低下しているものがある。

しかし、細粒分 20% 未満の路床土には、比較的大きな低下は見られない。

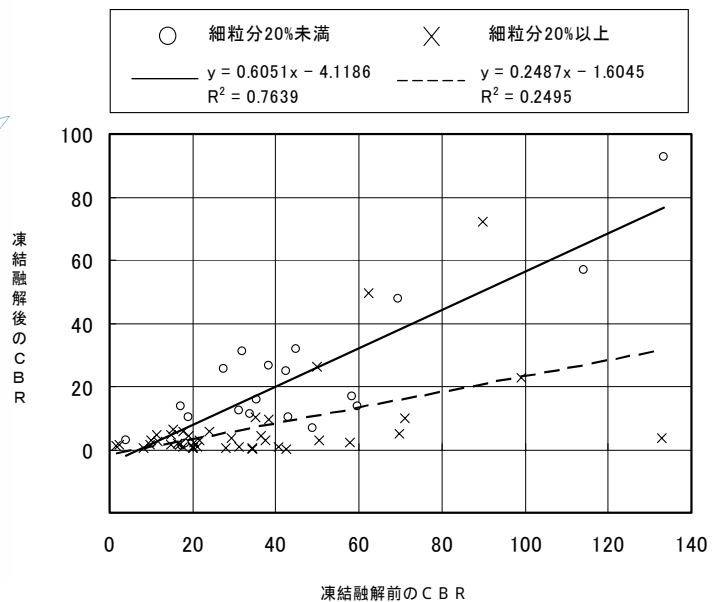


図-7 細粒分を区分した路床土の凍結融解前後の CBR

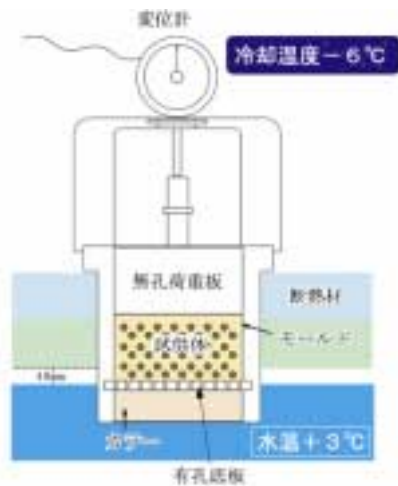


図-8 KOUDAN 112「土の凍上試験」

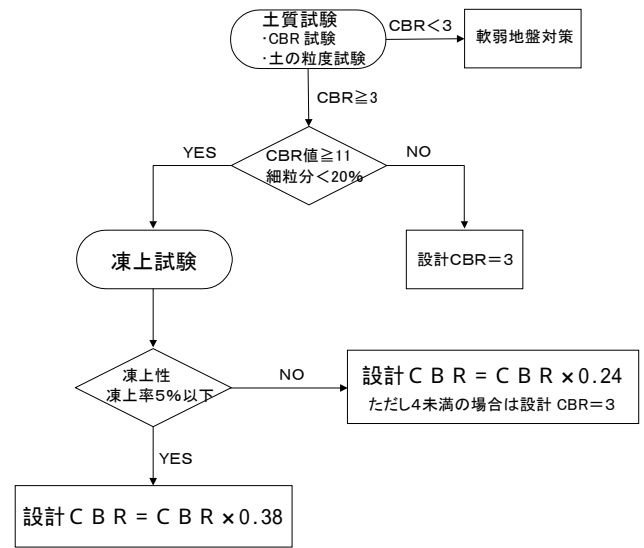


図-9 設計 C B R の決定手順 (案)

現在、北海道では融解期の支持力低下を考慮して、路床土の設計 CBR を土の場合は一律 3 として⁷⁾いる。設計条件の適正化によるコスト縮減の観点から、凍結融解前の CBR 値が高い、細粒分の含有率が低い、凍上率が低いなどの良質な路床土を用いた場合、土質に応じて適切な CBR 値を決定することによって舗装構成が低減され、より経済的な設計が可能となる。

このため、寒冷地における路床土の設計 CBR の決定にあたっては、融解期における路床の支持力低下を考慮して、凍結融解後の CBR 値を用いることが望ましい。

表-3 路床土の土質と CBR 保存率

区分	凍結前 CBR と凍結融解後の CBR の相関係数	CBR 保存率 (%)		
		平均値 \bar{x}	標準偏差 σ	$\bar{x} - \sigma$
細粒分 20% 以上 (n=42)	0.25	20	21	-
〃 20% 未満 (n=20)	0.76	51	27	24
凍上率 5% 以上 (n=42)	0.16	18	18	-
〃 5% 未満 (n=17)	0.92	61	23	38

一方、小規模な工事においては、調査・設計の効率化の観点からより簡易な方法が求められると考えられる。

そこで、凍結融解前の CBR 値に対する凍結融解後の CBR の比を式(4)に示すように CBR 保存率と定義した。表-3 に示すとおり、細粒分含有率および凍上率で分類して、CBR 保存率の算定を行なった。

細粒分 20% 未満や凍上 5% 未満の良質な材料は、CBR 保存率の平均値が比較的高い。

$$\text{凍結融解後の CBR 保存率} = \frac{\text{凍結融解後の CBR}}{\text{凍結融解前の CBR}} \times 100(\%)$$

…式(4)

凍結融解後の C B R の推定にあたっては、図 - 9 のフローチャートに示すとおり CBR 試験、土の凍上試験などに基づいて、土質に応じた CBR 保存率を採用し、式(5)により求められる。CBR 保存率は正規分布すると仮定すると、 $\bar{x} - \sigma$ の値とすれば、下回る確率が 16% 以下となる。

$$\begin{aligned} \text{設計 CBR} &= \text{凍結融解後の CBR の推定値} \\ &= \text{CBR} \times (\text{CBR 保存率の平均値} - \text{標準偏差}) \end{aligned}$$

…式(5)

細粒分 20% 未満の路床土の場合、式(5)と表 - 3 により、

$$\begin{aligned} \text{設計 CBR} &= \text{CBR} \times (51 - 27) / 100 \\ &= \text{CBR} \times 0.24 \end{aligned}$$

となる。

凍上率 5% 未満の路床土の場合、同様に、

$$\begin{aligned} \text{設計 CBR} &= \text{CBR} \times (61 - 23) / 100 \\ &= \text{CBR} \times 0.38 \end{aligned}$$

となる。

5. 舗装構成に関する検討

長寿命化によるLCCの低減を図るため、設計期間20年の舗装構成について、次のような方針で舗装の構造設計を行った。

スパイクタイヤ使用規制によって摩耗量が減少していることから、摩耗層を廃止する。

低温クラックを現状より増大させない観点から、As混合物層の厚さは現状を確保する。

信頼性90%として、 T_A 法により求めたアスファルト舗装の必要等値換算厚を表-4に示す。設計期間を10年から20年とすることにより増加した T_A は、設計CBRが小さいほど、舗装計画交通量が多いほど大きくなる。

表-4 舗装計画交通量と各設計CBRにおける T_A

舗装計画交通量 (台/日・方向)	設計CBR 設計期間	設計CBR						
		3	4	6	8	10	12	20
T < 100 (旧L交通)	20年	16.1	14.7	13.0	12.0	11.2	10.6	9.1
	10年	14.4	13.2	11.7	10.7	10.0	9.5	8.1
	差	1.7	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
100 T < 250 (旧A交通)	20年	20.8	19.1	16.9	15.5	14.5	13.7	11.8
	10年	18.6	17.1	15.1	13.9	13.0	12.3	10.5
	差	2.2	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.2
250 T < 1,000 (旧B交通)	20年	28.1	25.8	22.9	21.0	19.6	18.6	15.9
	10年	25.2	23.1	20.5	18.8	17.6	16.6	14.3
	差	3.0	2.7	2.4	2.2	2.1	1.9	1.7
1,000 T < 3,000 (旧C交通)	20年	38.4	35.2	31.2	28.6	26.8	25.3	21.7
	10年	34.4	31.5	27.9	25.6	24.0	22.7	19.5
	差	4.0	3.7	3.3	3.0	2.8	2.7	2.3
3,000 T (旧D交通)	20年	49.7	45.6	40.4	37.0	34.6	32.8	28.1
	10年	44.5	40.8	36.1	33.1	31.0	29.4	25.2
	差	5.2	4.8	4.2	3.9	3.6	3.4	3.0

表-5 As舗装の構造設計例
(設計期間10年と20年の比較)

舗装計画交通量 (台/日・方向)	100 T < 250 (旧A交通)		250 T < 1,000 (旧B交通)		1,000 T < 3,000 (旧C交通)		3,000 T (旧D交通)	
	10	20	10	20	10	20	10	20
設計期間(年)	10	20	10	20	10	20	10	20
表層+基層 (摩耗層)	7	7	9	9	14	14	17	17
(2)	-	-	(2)	-	(2)	-	(2)	-
上層路盤 -As安定処理-	5	5	6	6	12	12	18	18
下層路盤 -粒状材料-	40	35	55	60	55	60	65	75
凍上抑制層 -粒状材料-	20	30	0	0	0	0	0	0

設計期間が10年と20年の T_A の差を、摩耗層の $T_A = 2$ で相殺した場合、設計CBR=3、旧A交通ではその差が僅か0.2となる。設計CBR=3、旧D交通では T_A の差が3程度となる。

次に、一例として設計CBR=3、10年確率の置換厚70cm、20年確率の置換厚75cm(凍上抑制層用材料:粗粒材)の条件で、舗装構成の検討を行った結果を表-5

に示す。

設計期間20年の舗装断面と、現行の設計期間10年の北海道開発局の標準断面を比較すると表-5に示すように、旧A交通については凍上抑制層が10cm増大、下層路盤が5cm減少し、旧B~D交通については下層路盤が5~10cm増大している。

6. 舗装の破壊年数の予測

LCCの算出には舗装のライフサイクルが必要であり、表-5の各舗装断面をケーススタディとして、設計期間10年と20年のアスファルト舗装の破壊年数の予測を行なった。まず、表-5に示す各交通量区分における T_A 法の設計期間10年(標準断面から磨耗層2cmを除く)と20年の舗装断面について、多層弾性理論解析プログラムGAMES(東京電機大学理工学部)を用いて、アスファルト混合物(以下、As層という。)下面の引張りひずみと路床上面の圧縮ひずみを算出した。解析モデルは図-10に示す3層系の舗装断面に複輪載荷を加えており、舗装温度と弾性係数は下記の表-6に示す条件を用いた。また、土木研究所による研究結果⁸⁾に基づき、図-11に示すように車両の走行軌跡分布を設定し、それぞれの載荷位置毎に解析を行った。載荷位置とのAs層下面の道路横断方向ひずみの関係を図-12に、載荷位置と路床上面の鉛直方向ひずみの関係を図-13に示す。

表-6 As層の温度条件と弾性係数

温度条件	1	2	3	4
舗装温度(°C)	0	10	20	30
該当する月数	1,2,3,12月の4ヶ月	4,11月の2ヶ月	5,6,10月の3ヶ月	7,8,9月の3ヶ月
As混合物の弾性係数(Mpa)	12000	8000	4000	2000

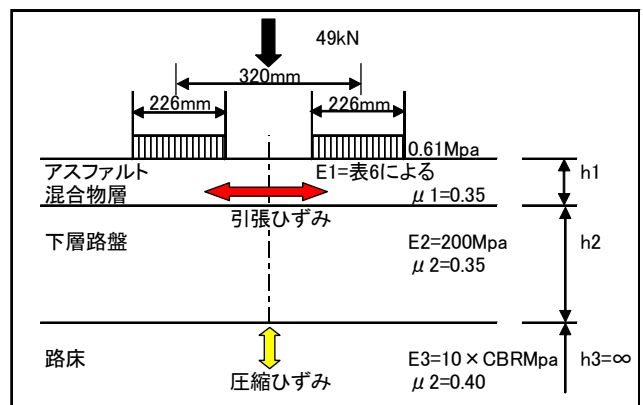


図-10 多層弾性理論の解析モデル

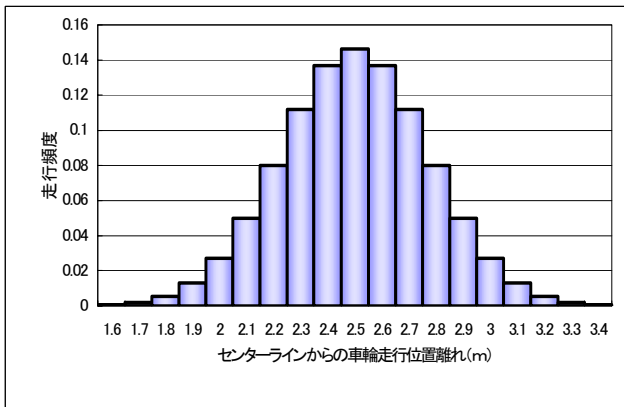


図-11 車輪の走行軌跡分布

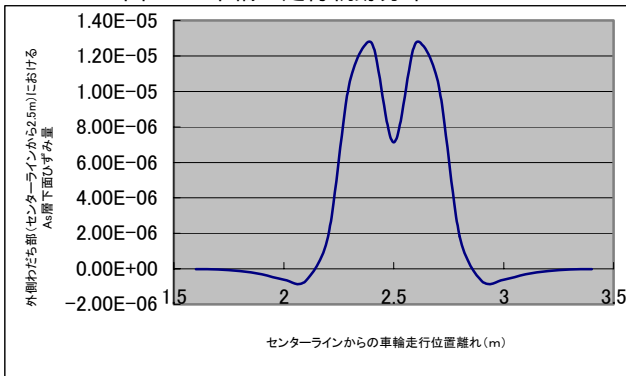


図-12 荷重位置とAs層下面のひずみ
(横断方向, 旧A交通, 設計期間20年)

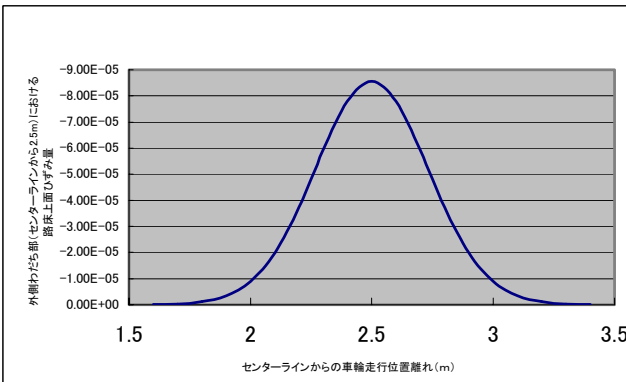


図-13 荷重位置と路床上面のひずみ
(鉛直方向, 旧A交通, 設計期間20年)

これらの値を用いて、式(6)および(7)に示すアメリカのアスファルト協会の破壊基準式を用いて、ひび割れ率20%及び路床に起因する構造的わだち掘れ量15mmに達するまでの許容49KN輪数を求め、舗装技術基準による各舗装計画交通量毎の設計期間10年に対応する疲労破壊輪数との比から、破壊年数を求めた。この際に、信頼性50%として輪数の割増は行わず、疲労破壊までの平均的な期間を求めた。例えば旧A交通における破壊年数の予測結果は、表-7に示すとおりであり、 T_A 法による設計期間10年ではAs層が131年で疲労破壊によってひび割れ率20%となり、路床の永久変形によるわだち掘れが19年で15mmに達する予測結果となった。

アスファルト混合物の疲労破壊ひび割れ率20%に対する破壊基準式

$$N_f A = 18.4 (C) (6.167 \times 10^{-5} t^{3.291} E^{0.854}) \quad \dots \text{式(6)}$$

ここに $N_f A$: As層の許容49KN輪数

t : As層下面の引張りひずみ

C : $C = 10^M$

$$M = 4.84 (V_b / (V_b + V_v) - 0.69)$$

今回は、北海道内の国道で使用されている

アスファルト安定処理の品質管理データから

アスファルト量(容積%) $V_b = 9.3\%$ 、

空隙率(%) $V_v = 7.2\%$ を用いた。

路床の永久変形わだち掘れ15mmに対する破壊基準式

$$N_f S = 1.365 \times 10^{-9} z^{-4.477} \quad \dots \text{式(7)}$$

ここに

$N_f S$: 路床の許容49KN輪数

z : 路床上面の圧縮ひずみ

表-7 各舗装計画交通量における設計期間10年・20年のAs層および路床の破壊年数

	舗装計画交通量 (台/日・方向)	$100 \leq T < 250$ (旧A交通)		$250 \leq T < 1,000$ (旧B交通)		$1,000 \leq T < 3,000$ (旧C交通)		$3,000 \leq T$ (旧D交通)	
		設計年数(年)	10	20	10	20	10	20	10
	疲労破壊輪数(回/10年)	150,000	150,000	1,000,000	1,000,000	7,000,000	7,000,000	35,000,000	35,000,000
As層下面	許容49KN輪数(回)	1,957,540	2,721,580	4,334,037	6,410,566	19,839,711	26,559,122	57,861,211	76,958,381
	破壊年数(年)	131	181	43	64	28	38	17	22
路床上面	許容49KN輪数(回)	280,491	502,607	2,648,374	6,192,867	23,004,154	45,156,621	176,709,847	395,861,731
	破壊年数(年)	19	34	26	62	33	65	50	113

7. LCC の検討

表-8 に示す旧A交通区分の延長300mの舗装区間において、社会的割引率を4%として設計期間10年と20年の舗装断面について50年間のLCCの比較を行った。交通量は、平成13年度の道路交通情勢調査データであり、切削オーバーレイと打換えの工期は、標準的な工程を想定して算出した。

まず、旧A交通区分の設計期間10年と20年のケースについて、道路管理者費用として初期建設費、修繕費、改築費を比較することとした。舗装の修繕・更新の方法は、MCIが4以下で切削オーバーレイを繰り返し、表-7のAs層及び路床の破壊年数のうち短い方の年数で、As層の総打ち換えを行うこととした。路面性状の予測は、「舗装管理支援システム」の予測式⁹⁾(路面性状測定車によるわだち掘れ量、ひび割れ率、平坦性の調査データから、舗装計画交通量区分別、地域区分別に重回帰分析により作成)により行った。MCIの予測結果

表-8 LCC算出に用いた交通条件

工事延長	300m						
幅員	9.50m 2車線 (3.25*2+1.50*2)						
切削オーバーレイ工期	8hr×3日						
打換え工期	8hr×19日(旧A及びB交通), 8hr×22日(旧C及びD交通)						
走行速度	60km/h						
舗装計画交通量 (台/日・方向)	12時間交通量						24時間交通量
		乗用車	小型貨物車	普通貨物車	バス	計	
100≤T<250 (旧A交通)	昼	1,023	413	356	26	1,818	2,153
	夜	225	79	28	3	335	
250≤T<1,000 (旧B交通)	昼	2,947	1,616	1,190	61	5,814	6,977
	夜	687	295	158	23	1,163	
1,000≤T<3,000 (旧C交通)	昼	15,363	4,316	2,114	333	22,126	30,377
	夜	6,914	906	381	50	8,251	
3,000≤T (旧D交通)	昼	12,168	2,608	6,897	385	22,058	29,797
	夜	4,259	808	2,552	120	7,739	

を図-14に示す。

「積算資料」¹⁰⁾を参考に、表-9に示す初期建設費、修繕費、改築費の単価を作成し、道路管理者費用の試算を行った結果を図-15に示す。

設計期間20年では、As層厚が2cm厚く、粒状路盤厚が5cm薄くなるが凍上抑制層が10cm厚くなることによって、初期建設費が設計期間10年と比較し若干高くなる。しかし、疲労破壊によってAs層の打ち換えが必要となるまでの期間が長くなることによって、改築費の合計額が安くなり経済的である。

表-9 LCC算出に用いた建設工事費および修繕・更新費

	工法	設計期間	
		10年	20年
建設費	新設工事費	4,634 円/m ²	5,182 円/m ²
修繕費	表層t=3cmを切削し、同厚で1層舗設する。	1,471 円/m ²	1,471 円/m ²
改築費	As層全層を打ち換える。	5,193 円/m ²	5,820 円/m ²

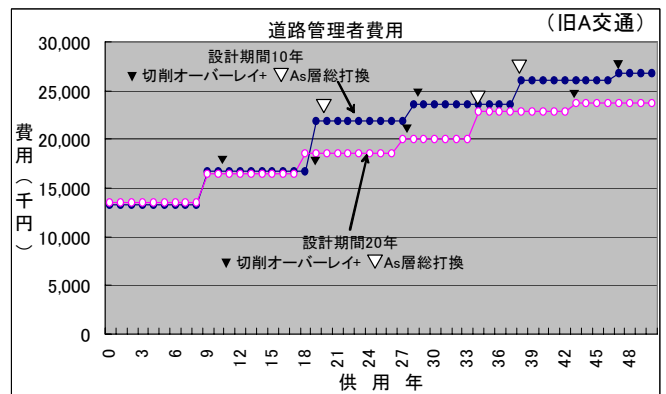


図-15 設計期間10年・20年で算出した道路管理者費用

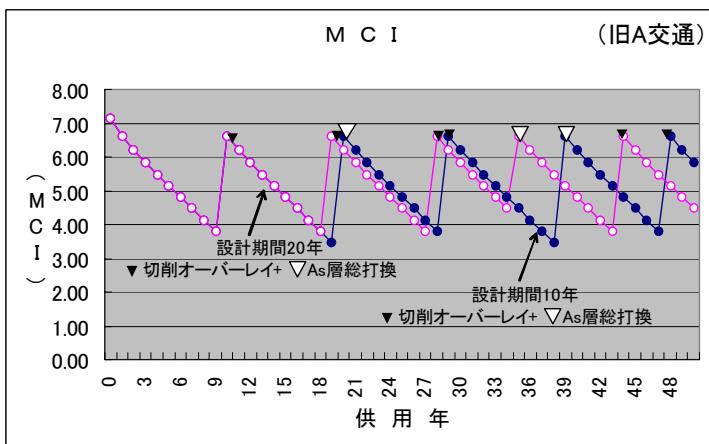


図-14 設計期間10年・20年で算出したMCI (旧A交通)

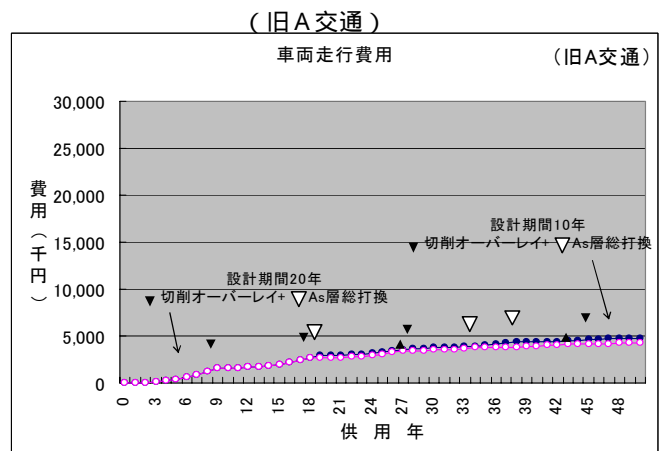


図-16 設計期間10年・20年で算出した車両走行費用 (旧A交通)

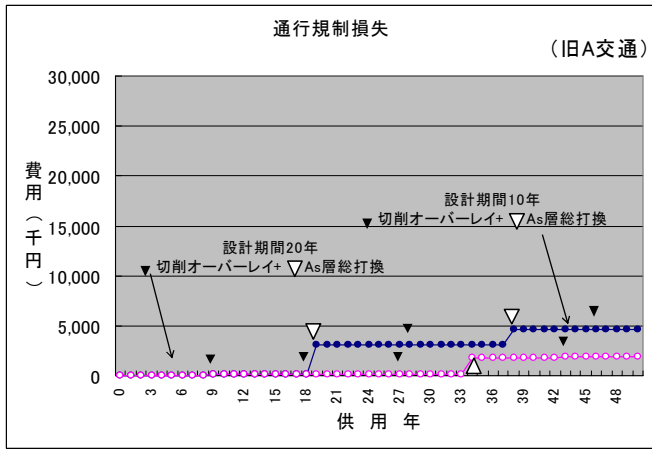


図-17 設計期間 10年・20年で算出した通行規制損失 (旧A交通)

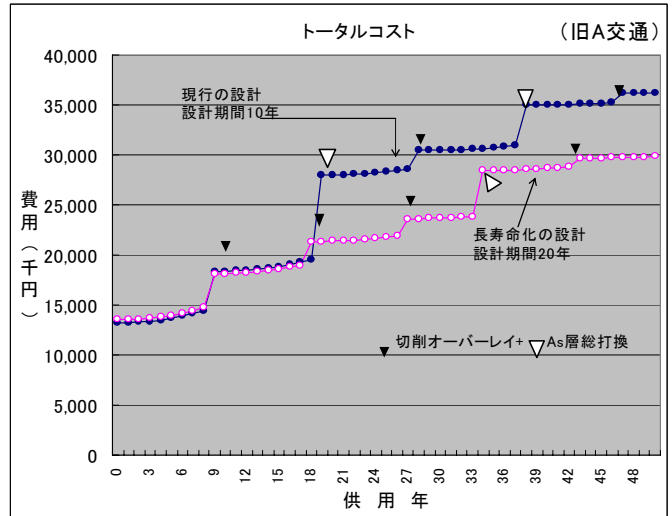


図-18 設計期間 10年・20年で算出したトータルコスト (旧A交通)

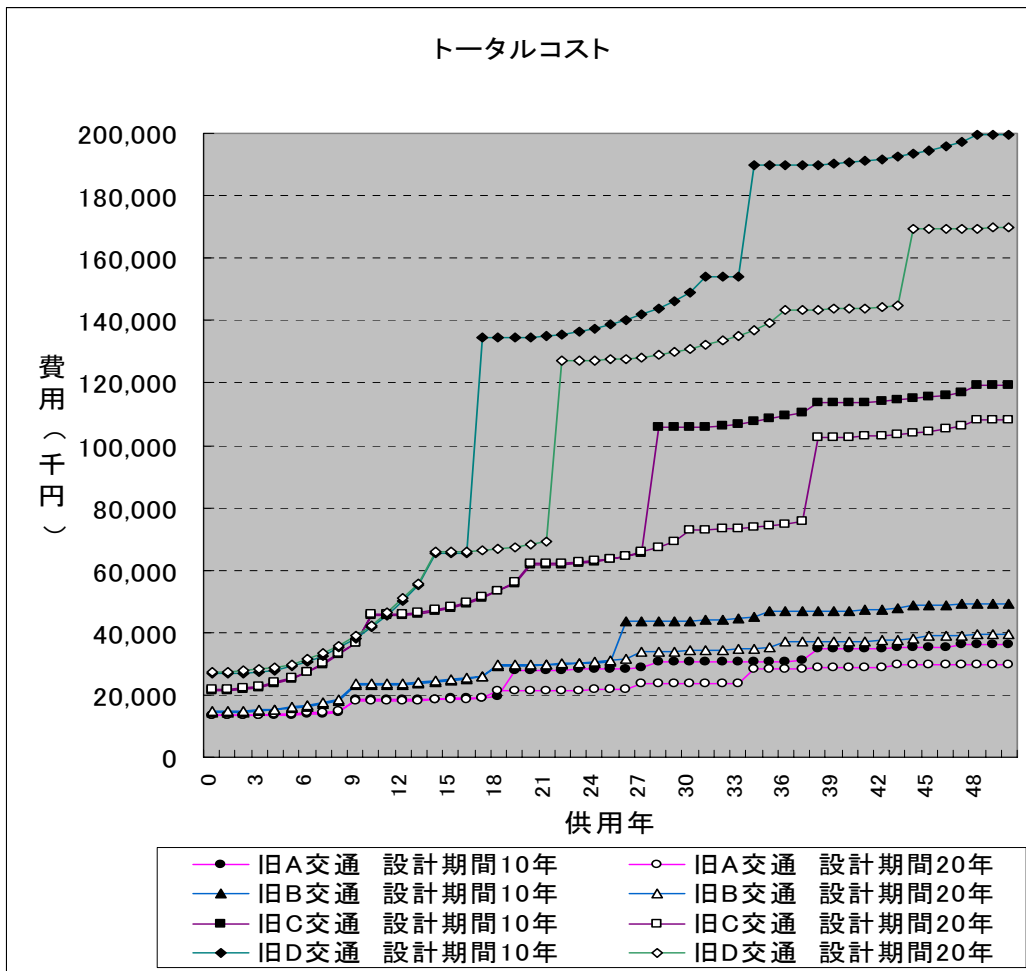


図-19 各舗装構成におけるライフサイクルコスト

次に、MCI と走行経費の関係¹¹⁾から、路面性状の悪化に伴う車両走行費用の増加額を試算した結果を図-16に示す。設計期間10年と20年では、補修サイクルは若干異なるが路面性状がほぼ同様なサービスレベルにあり車両走行費はほぼ同等である。

また、工事の通行規制による損失額について、時間価値原単価¹²⁾と燃料損失原単価¹³⁾をもとに試算した結果を図-17に示す。工事による走行時間の遅れを2分¹¹⁾として時間損失を求め、さらに走行速度60km/hが、工事区間では20km/hに低下すると仮定して燃料損失を求めた。設計期間を20年とすることによって、通行規制の期間が減少するため、設計期間10年と比較し経済的となっている。

これらの道路管理者費用、車両走行費用および通行規制損失を合計して求めた、ライフサイクルコストを図-18に示す。設計期間20年は設計期間10年と比較し経済的になっていることから、長寿命化によるコスト縮減効果が確認できた。

同様な手法により、旧B、C及びD交通の舗装断面についても、設計期間10年と20年でのLCCの比較を行った結果を図-19に示す。いずれの舗装断面においても、長寿命化による効果が確認された。

なお、今回、路面性状の予測には同一のパフォーマンスカーブを用いているが、設計期間20年の場合には、設計期間10年と比べて、舗装構成が厚くなっているため、低温クラックや疲労クラックの発生が少なくなり路面性状の悪化が遅くなることが想定され、切削オーバーレイのサイクルが長くなることによって、長寿命化による効果はさらに大きくなる可能性がある。

7. まとめ

アスファルト舗装の長寿命化を図るため、設計期間を10年から20年へ変更した場合の、舗装の構造及びLCCの低減効果について検討した。また、摩耗層の必要性、凍上対策としての置換厚や路床の設計CBRについても再検討を行った結果、以下に示す項目が明らかとなった。

- (1) 北海道では、スパイクタイヤの規制に伴い舗装の摩耗量が減少しており、摩耗層の必要性は低下している。
- (2) A s 層厚が薄い程、低温クラックの発生率が高くなる傾向にある。このため、設計期間20年の舗装構

成の検討にあたっては摩耗層を廃止してT_Aに含めることにより、As 層厚を変更しないこととした。

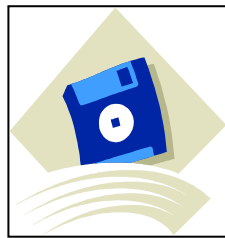
- (3) 設計期間20年の舗装構成を検討するにあたって、凍上対策としての置換厚を20年確率とする必要がある。20年確率で求めた置換厚は、10年確率と比較し全道で平均約4cm増大する。
- (4) 経済的な構造設計を行うため、細粒分や凍上性などの土質に応じた設計CBRを採用することが可能である。
- (5) 上記(1)～(3)を踏まえて、CBR=3のケースでは設計期間20年の舗装断面は、現行の標準断面(設計期間10年)と比較して、旧A交通については凍上抑制層が10cm増大、下層路盤が5cm減少し、旧B～D交通については下層路盤厚が5～10cm程度増大する。
- (6) 上記(5)の舗装構成について、多層弾性理論解析により復輪裁荷時のひずみを求め、破壊基準式により破壊年数を求めた結果、設計期間20年の舗装断面の長寿命化が確認できた。
- (7) ケーススタディの結果、設計期間20年の舗装断面は、設計期間10年の舗装断面よりトータルコストを低く抑えることができ、長寿命化によるLCCの縮減効果が確認できた。

8. あとがき

北海道における現行のアスファルト舗装構造の設計には、凍上や摩耗など寒冷地特有の課題について先人達の調査研究の成果が反映されており、北海道の道路の築造に果たして来た役割は大きい。今後、疲労や凍上による損傷の実態を踏まえた検証を行い、寒冷地における舗装の構造設計法を提案したい。また、ケーススタディによるLCCの評価を行ったが、今回は相対的な比較のレベルであり、今後、舗装構造を考慮した路面性状予測手法の確立などによる精度向上が課題である。多層弾性理論などによる理論的設計法の寒冷地への適用法についても、今後さらに検討したいと考えている。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説、2001.7
- 2) 北海道開発局建設部道路建設課：道路工事設計施工要領、pp.8-6、2001.2
- 3) 菅原、久保、森吉：寒冷地舗装に発生する横断ひびわれ、道路、8月号、PP.37～40、1978
- 4) 張、唐、高橋：アスファルト舗装の温度ひび割れ発生率とその影響要因に関する研究、第1回舗装工学講演会講演論文集、pp.205～211、1996.12
- 5) 社団法人 日本道路協会：道路土工 - 排水工指針、pp.164 および pp.230～231、1987.6
- 6) 社団法人 日本道路協会：舗装設計施工指針、pp.146～148 および pp.172～173、2001.12
- 7) 北海道開発局建設部道路建設課：道路工事設計施工要領、pp.8-38～8-39、2001.2
- 8) 第26回建設省技術研究会報告：既設橋梁の耐荷力と供用性限界に関する研究 pp.267、1972
- 9) 森、岳本、丸山：積雪寒冷地における舗装マネジメントに向けた路面性状予測について、北海道開発土木研究所月報、2003.3
- 10) 社団法人 経済調査会：積算資料、2002.6
- 11) 第40回建設省技術研究会報告：舗装の管理水準と維持修繕工法に関する総合的研究論文、1987.10
- 12) 財団法人 日本総合研究所：道路投資の評価に関する指針（案）2000.10
- 13) 秋元：交通渋滞の及ぼす経済損失（効果）の試算、月刊交通 pp.50-65、1993.3



岳本 秀人*
Hideto TAKEMOTO

北海道開発土木研究所
道路部
維持管理研究室
室長



久保 裕一**
Yuichi KUBO

北海道開発土木研究所
道路部
維持管理研究室
依頼研修員
(株式会社ズコーシャ)